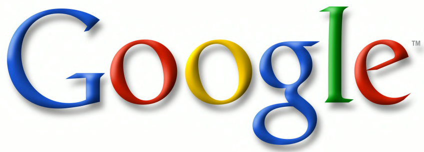
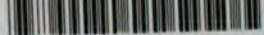





IN MEMORIAM
BERNARD MOSES
SIGILLVM · VNIVERSITATIS · CALIFORNIENSIS
FIAT LVX
MDCCCLXVIII
EX LIBRIS

LAS OPERACIONES

DEL INGENIERO

EN LOS DESIERTOS MONTAÑOSOS

HIDROMENSURA DE LOS RIOS

PASION Y "CHIXOY" - ESTADO DE TABASCO

TESIS

Presentada por el alumno de la Escuela Nacional de Ingenieros

MAXIMINO ALCALÁ,

En su examen de Ingeniero Topógrafo é Hidrógrafo.

MÉXICO

OFICINA TIP. DE LA SECRETARIA DE FOMENTO

Calle de San Andrés núm. 15. (Avenida Oriente 51.)

1895

LAS OPERACIONES

DEL INGENIERO

EN LOS DESIERTOS MONTAÑOSOS

HIDROMENSURA DE LOS RIOS

"PASION" Y "CHIXOY" — ESTADO DE TABASCO.

TESIS

Presentada por el alumno de la Escuela Nacional de Ingenieros

MAXIMINO ALCALÁ,

En su examen de Ingeniero Topógrafo ó Hidrógrafo.

MÉXICO

OFICINA TIP. DE LA SECRETARIA DE FOMENTO

Calle de San Andrés núm. 15. (Avenida Oriente 51.)

1895

Bernard Moses

A MI QUERIDO PADRE

EL SEÑOR DON

IGNACIO ALCALÁ,

Testimonio de cariño filial.

AL SEÑOR INGENIERO

D. MANUEL E. PASTRANA,

Jefe de la Comisión Mexicana de Límites
entre México y Guatemala,

Recuerdo de afecto y gratitud.

Aspirando al título de Ingeniero Hidrógrafo y Topógrafo, cábeme la honra de presentar á los señores Jurados, cumplimentando las disposiciones reglamentarias existentes, la siguiente tesis compuesta de tres puntos:

1º "Las operaciones del Ingeniero en los desiertos montañosos," suscinta exposición de procedimientos de levantamiento, en que no veo más que la parte puramente topográfica de diversos trabajos por mí ejecutados, siendo Topógrafo de 1ª clase de la Comisión de límites con Guatemala;

2º "Hidromensura del Río de la Pasión y del Río Chixoy en el Estado de Tabasco," poco antes de su confluencia para formar el Usumacinta, y

3º El Informe que rendí á la Secretaría de Fomento sobre una comisión que me encomendó en el Estado de Durango, el cual encierra un caso complicado de identificación de linderos y los distintos métodos de que hube de hacer uso para fundarla con claridad.

Adjunto á la vez el cálculo de la triangulación de la práctica de Topografía de 1885 en que tomé parte;

su plano correspondiente; así como también la copia del cálculo de la triangulación de "Temascales" y calca del plano respectivo, á fin de que si los señores Jurados juzgan suficientes los conocimientos teóricos y prácticos que he adquirido, se sirvan honrarme con su voto de aprobación.

México, Abril de 1893.

MAXIMINO ALCALÁ.

LAS OPERACIONES DEL INGENIERO EN LOS DESIERTOS MONTAÑOSOS



ARTÍCIPE durante cuatro años de varios de los trabajos ejecutados por la Comisión del trazo de la línea divisoria entre nuestra República y la vecina de Guatemala, pude formarme juicio de la delicada posición del Ingeniero á quien se le ha encomendado determinada especie de trabajos que deben satisfacer ciertos requisitos preceptuados, cuando el sitio de sus operaciones es un desierto montañoso. Difícilmente puede hacerse cargo exacto de la precaria actitud del Ingeniero en tal caso, quien no la haya personalmente experimentado y quien no haya visto expuestas sus operaciones y persona á todas las eventualidades de un conjunto de circunstancias hostiles, que á menudo no llegan á resolver los firmes propósitos y decidida buena voluntad del Ingeniero. Elementos heterogéneos se oponen todos los días á la marcha normal y disciplinada de los trabajos, acumulando en derredor del campamento del Ingeniero embarazos y dificultades que se habían escapado por su naturaleza excepcional á toda previsión, y cuyo resultado final es obligar al operador á elegir un término de esta disyuntiva: abandonar el campo de sus operaciones renunciando á la dulce satisfacción que produce el ver cumplida una comisión llena de tantos tropiezos y eventualidades, exponiéndose quizá á ser causa inconsciente

de perjuicios trascendentales y á veces de imposible reparación, sea porque de sus trabajos se deban tomar puntos de referencia para comprobar y corregir extensos levantamientos poligonales, que por su carácter no se prestan frecuentemente á la prolongada conservación de las marcas ó señales que haya dejado el operador; sea porque ese trabajo forme parte intermedia ó final de una línea cuyos datos haya imprescindible necesidad de conocer al momento; ó porque sea piedra de toque para zanjar una cuestión pendiente, que en tanto permanezca insoluta paraliza subsecuentes operaciones. Tratando de evitar el Ingeniero de llegar á este caso, siempre procurará modificar en el sentido favorable los medios antagonistas que se le oponen, recurriendo al efecto á todos los artificios que le sugiere su profesión y le suscita su perspicacia. Habiendo representado el que esto escribe parte bastante activa en los trabajos de aquella Comisión, en un principio como Topógrafo de 2ª y después de 1ª clase, durante un período notable, por su actividad y diversidad de trabajos, se ha visto constantemente en circunstancias que lo han obligado á emplear procedimientos de cuya justificación me ocuparé brevemente.

En la conciencia del Ingeniero sensato y conocedor de su ciencia se impone como irrefutable el siguiente precepto: emplear en sus operaciones aquellos procedimientos y aparatos que respondan al fin ó importancia de la operación. No se ejecuta un levantamiento, no se hace una observación astronómica por la simple satisfacción de admirar un resultado exactísimo; es general que tales trabajos respondan á una necesidad: será un dato para la geografía del país, para la movilización de un ejército, para la apertura de un canal, etc., ó para la situación geográfica de un punto de más ó menos importancia. La influencia que nuestra operación pueda ejercer en las posteriores que se apoyen en ella, será en todo caso dato esencial de que el observador hará uso para poder apreciar el grado de exactitud con que debe ejecutar sus trabajos. El levantamiento del río Usumacinta en la parte que sirve de

lindero común á las dos Repúblicas, no ha menester de la misma escrupulosidad que el levantamiento de la línea que une la plaza de Tenosique en Tabasco, á la de la Libertad en Guatemala, pues el Usumacinta es una línea natural, no sujeta, si acaso, más que á las inapreciables desviaciones que puede sufrir un río en su estado de régimen á que ha llegado desde una época muy remota y que aún con esas divagaciones continuaría siendo lindero en la parte comprendida por sus intersecciones con el 1º y 2º Paralelos, y no sirve en ninguno de sus puntos, de punto de partida ó fundamental para otra operación; no es en realidad más que un detalle aunque de mucha importancia, y como tal lo he levantado empleando omnímetro de 1′. Pasa lo contrario con la 2ª línea cuyo levantamiento ha sido ejecutado con mucha escrupulosidad, pues de la 3ª parte de la distancia de ambos puntos había de partirse para el trazo del Meridiano que sirve de línea fronteriza entre el 2º y 3º Paralelos, y se comprende la influencia que tendría un pequeño error cometido en la apreciación de esa distancia, propagándose en toda la extensión de un Meridiano de más de sesenta mil metros. Su levantamiento fué hecho con altazimut de 1″, obteniendo un resultado tan satisfactorio, que en el cálculo hecho por el 2º astrónomo posteriormente á mi separación de aquella Comisión, sólo se encontró 0″.194 de corrección para cada ángulo.

Si como regla general se puede afirmar que no obra con cordura el ingeniero que por el simple deseo de tener un resultado muy exacto, pero innecesario para el objeto de la operación, emplea en ésta más tiempo y expensa más subsidios que serían más provechosos empleados en otra operación; poniéndonos en el caso de nuestra Comisión, el ingeniero que tal proceder observase sería merecedor de una censura muy justa, pues las circunstancias son mucho más difíciles; desde luego, porque constantemente uno ó varios ingenieros están inhábiles para los trabajos en la montaña á consecuencia de enfermedades contraídas en trabajos anteriores; después, por ser

en realidad bastante reducida la época propia para los trabajos y por tanto deben aprovecharse con asiduidad todos los instantes convenientes, y por último y principalmente, por ser verdaderamente casual la época en que se cuenta con trabajadores voluntarios en aquella frontera. Dejo á un lado, aunque es muy importante, la cuestión pecuniaria, de la que aproximativamente se puede formar una idea con la consideración de que muchas veces para poder llegar al lugar de los trabajos, hemos empleado más de dos y medio meses. Teniendo en cuenta todas estas circunstancias, emplear más tiempo del necesario por tener una exactitud innecesaria, es un acto que seguramente no merece justificación.

Muy lejos está de mí la idea de inclinarme del lado de los medidores sin conciencia. Las operaciones de nuestra Comisión son de naturaleza muy distinta, y muchas de ellas pueden figurar entre las operaciones modelo por su exactitud, que no cede nada á la que se habría obtenido operando en las condiciones más ventajosas. En estos casos, el tiempo y los gastos son, á decir verdad, factores de orden secundario, pero que en lo general son preminentes en los levantamientos topográficos, y el observador debe tenerlos siempre en consideración, sobre todo en casos en que se impone el empleo de determinada clase de procedimientos, que de no aceptarlos, la marcha de las operaciones sería altamente difícil y onerosa. La mejor prueba de esto nos la proporcionaría la extensa y complicada red de ríos navegables del Estado de Tabasco, cuyo levantamiento, exceptuando el del río de la Pasión, he ejecutado. En efecto, los principales de esos ríos, que son el de la Pasión, el Chixoy, el Lacantum ó de los Lacandones, el Usumacinta, etc., tienen en partes una anchura mayor de 300 ó 400 metros. De hacer un levantamiento escrupuloso no admitiríamos distancias que pasaran los valores de las anchuras, usando como suponemos un telémetro, y aun las deberíamos procurar tomar menores, de donde resultaría que nos veríamos obligados á emprender nuestro levantamiento siguiendo una sola de las

márgenes, puesto que la anchura del río representaba el límite de la distancia aceptable. A lo largo de toda la margen elegida en cualquiera de los ríos mencionados, habría que abrir un desmonte que debería ser bastante ancho, cualquiera clase de mira que empleásemos, vertical ú horizontal; la elegiríamos vertical á fin de hacer el menor desmonte posible; más por las ligeras inflexiones del terreno y los obstáculos que presentan las ramas de los árboles, etc., la anchura que debe tener la brecha para hacer una buena observación á 300 metros de distancia, sería por lo menos 2 metros, contada esta anchura en el terreno. Supongamos que al día tenemos 16 estaciones, con lo que avanzaríamos 4,800 metros, que representarían 9.600 m. c. de desmonte hecho. En los trabajos de trazo, empleando muy buena gente de monte, el trabajo de desmonte por individuo no llegaba á 180 m. c., mas en el concepto de líneas poligonales como podemos variar un poco de dirección sus alineamientos para evitar el encuentro con árboles gruesos y otros obstáculos, podemos admitir 250 m. c. como trabajo diario de un hombre en aquellos montes, cifra que en verdad sería un máximum á que no se llegaría. Para desmontar 9,600 m. c. se emplearían por lo menos 38 hombres. En realidad, empleando tan considerable número de desmontadores disminuiría algo el producto de cada uno, pues para poder distribuirlos á lo largo de nuestra línea, habría necesidad de fraccionarlos enviando adelante algunos de ellos, á fin de que abrieran un picado en la conveniente dirección para que la cuadrilla pudiera tener preparado el lugar adonde se necesitaban sus trabajos y donde todos pudieran aprovecharse. La servidumbre para el campamento y las operaciones exigirían por lo menos 7 hombres, haciendo llegar el total á 45 hombres que representarían $45 de gasto diario por cada 4,800 metros de levantamiento. Todo esto se ha supuesto tan ventajosamente que podemos afirmar que en la práctica no se realizará: distancias medias de 300 metros no se encuentran más que en las llanuras, donde por las fuertes vibraciones atmosféricas

no las podríamos tomar, y en nuestro caso, para tenerlas, sería preciso dar mayor anchura á la brecha. Hágase ahora la comparación de ese procedimiento con el siguiente de estaciones alternas que he usado en mis levantamientos. Sea A el torno del río navegable que se levanta; 1 el punto de partida enlazado en distancia y azimut con puntos de posición conocida; estacionando en 1 se fija en la márgen opuesta el punto 2; terminada la estación 1 y mediante la señal convenida, la embarcación que estaba en 2 se transporta á 3, siempre alternando de márgenes; y en 3 se clava una estaca que fija el observador, que ahora se encuentra estacionando en 2 y en 1; una tercera embarcación coloca en el centro de la estación ya concluída un jalón para las observaciones angulares y la mira para las de distancia; terminada la estación 2, las tres embarcaciones van avanzando un punto hacia adelante, colocando nuevas estacas la embarcación de adelante en una ú otra margen alternativamente, cuyas posiciones fija el ingeniero, que respectivamente va ocupando los puntos que abandona la primera embarcación, orientándose siempre por los puntos de atrás cuyas distancias y posición rectifica. Semejante procedimiento es en extremo rápido, muy cómodo y de resultados exactos y ventajosamente aplicable á ríos cuya anchura no excede de las cifras mencionadas, pues de lo contrario, habría que recurrir á pequeños triángulos que cubrieran el río en toda su extensión. En este caso uno de los procedimientos más eficaces es el de triángulos sobrepuestos que se disponen así: (1–a) es el lado conocido en los últimos triángulos anteriores; desde los puntos *a* y *1* se fija el *2* en la márgen cóncava y el *b* en la convexa; en aquella margen se tiene conocido el lado (1–2) y también se conoce el (2–b); se puede, pues, sin necesidad de trasladarse á la convexa, estacionar directamente en *3* de la cóncava; fijar de 2 y *3* el punto *4* en la margen opuesta, y llegados allí, como la curvatura del río ha cambiado, tendremos que cambiar nosotros igualmente de margen, fijaremos pues en la opuesta, que actualmente es la cóncava, los puntos *4* y *5*, des-

de los cuales situaremos en la margen convexa el punto *c* y estacionamos en *6;* desde *5* y *6* fijamos el *7* en la margen que de convexa que era, se va á trocar en cóncava, siguiendo en ésta nuestro levantamiento hasta que haya un nuevo cambio de curvatura, y así sucesivamente. En resumen, nuestro procedimiento consiste en localizar en la margen cóncava los lados de los cuales nos debemos aprovechar como bases y desde ellos fijar por intersecciones todos los puntos importantes de la margen convexa, hasta que los cambios de curvatura que sucesivamente encontramos en las márgenes del río hagan impracticable nuestro procedimiento por no haber ya visibilidad de unos puntos á otros en la margen que recorríamos; llegados á este caso, cambiaremos de margen, dando por resultado este sistema que alternativamente tendremos en el río fracciones de márgenes en las que ubicamos nuestras bases desde las cuales situaremos los puntos notables de la opuesta; advertiremos en seguida que el papel de las márgenes se ha trocado y así se sucederán alternando. Cubriremos así el río de una serie de triángulos que se sobrepondrán en parte el uno al otro, y cuyas bases serán líneas en una misma margen durante una fracción generalmente larga, ó bien líneas que van de una margen á la opuesta, cuando la curvatura del río obliga á cambiar de margen al localizar las bases. Siguiendo este procedimiento, fácilmente nos procuramos triángulos bien conformados y la longitud de los lados está limitada en ríos de anchura considerable, á los que es preferentemente aplicable, por el número de puntos que sea necesario fijar.

Ambos procedimientos no exigen ningún desmonte, ó casi ninguno, y si la anchura del río nos ha decidido á optar por el 1º, estaremos en aptitud de medir distancias relativamente largas, para lo cual se cuenta con excelente luz, un horizonte limpio á toda hora del día que permite dar á la mira vertical, que para el caso se emplea, una longitud tan grande como se quiera, lo que es una ventaja muy señalada, y en fin, porque contamos en todo el día con una atmósfera siempre quieta;

superioridad preciosa sobre cualquier procedimiento seguido por tierra, que hace que en una observación de distancia de 800 metros hecha en el primer caso á la hora menos conveniente, se hagan las lecturas más claramente y con mayor seguridad que en una de 250 metros en tierra de las 11 horas a. m. á las 2 horas p. m., horas en que en realidad no se podrían hacer semejante clase de lecturas por las fuertes vibraciones atmosféricas. Fácilmente nos daremos cuenta de las ventajas de este procedimiento admitiendo que hiciésemos el mismo número de estaciones que en tierra, lo que no es exacto, pues transportándonos de una estación á la siguiente con rapidez suma y no encontrando ninguno de tantos obstáculos como se nos presentan en tierra, aumentaría notablemente tal cifra: pero admitamos sin embargo la misma cifra, 16 estaciones p. ej.

En el caso más desfavorable, cuando los tornos, es decir, las ramas del río, fueran rectas en una gran longitud por cada estación de 800 metros, podemos avanzar de 700 á 750 metros contados según una sola de las márgenes, mas en lo general podremos admitir que nuestro avance, según el desarrollo del río, será por lo menos de 800 metros, si acaso no mayor, supuesto que debemos considerar que en nuestros alineamientos vamos salvando curvas y recodos pequeños que en un levantamiento terrestre no lo podríamos hacer. Avanzaríamos en este supuesto 12,800 metros al día, cifra que es en efecto un poco menor de lo que levantaba al día según creo. Los gastos normales se reducirían á unos $12 al día, es decir, algo menos de $1 por kilómetro, en tanto que en el levantamiento por tierra sería $\frac{45}{4.8}$, ó sean cerca de $10 por la misma unidad. Duplicaríamos por consiguiente nuestros gastos y aun mucho más, pues no hemos tenido en consideración los honorarios del ingeniero, los de acémilas para el transporte del campamento, etc. Estimando ahora la exactitud que podemos obtener en uno y otro caso, podemos afirmar que en el levantamiento hidrográfico la exactitud de las observaciones angulares será no-

tablemente superior á la del levantamiento terrestre, puesto que en aquel hemos disminuído en mucho el número de estaciones, que contamos con excelente luz y quietud atmosféricas, circunstancias que no concurren en el 2º En las de distancias habremos disminuído considerablemente el defecto originado por la magnitud en aquel, porque nuestras lecturas serían hechas con mayor seguridad contando con las circunstancias tan favorables ya mencionadas, y podemos creerlas hechas igualmente aproximadas, porque todas tendrán magnitudes análogas que hace bien fundado en este caso el procedimiento conocido de corrección, y á la vez porque nos encontramos en posibilidad de dar á nuestras miras una longitud tan grande como creamos necesario; así es que las que usaba en mis levantamientos tenían una longitud de 4,196 metros; longitud que cuando usadas en el monte no podrían ser prácticamente utilizables y habría que reducirlas cuando más á 3 metros ó exigiría un desmonte muy costoso.

Es de manifestar que lo que llevo dicho lo es en el supuesto de que el levantamiento lo ejecutaba con omnímetro, empleando en consecuencia miras de longitud fija que para perfeccionamiento de las lecturas las he empleado así: en puntos distantes uno de otro 4.196 m. hechos en dos reglas de madera unidas entre sí invariablemente á charnela, he colocado dos círculos perfectamente iguales de 0.25 m. de diámetro, pintados de blanco ó forrados de género blanco, destacando sobre el fondo negro de las reglas. Colocadas las miras verticalmente por medio de plomadas en los puntos fijados hacia atrás ó por fijar hacia adelante, anotaba las indicaciones de la barra horizontal del omnímetro, comenzando por la correspondiente al borde superior del círculo superior y combinándolas por diferencia así: la del borde superior del círculo superior, con la del borde superior del círculo inferior y las de los bordes inferiores de los dos círculos entre sí; ambas diferencias deben ser iguales sensiblemente dada la igualdad de los círculos á la vez que su pequeño diámetro y su promedio representa justa-

mente la que se obtendría si se observasen los centros de los dos círculos. De esta manera se obtienen cuatro valores para cada distancia, dos en el sentido de la marcha directa y dos en el retrógrado, correspondiendo todos á la misma posición del instrumento, aunque tomados en diverso sentido. Para hacer más precisas las lecturas las hago en esta forma: los bordes superiores de los círculos los pongo tangentes al plano visual inferior, es decir, al plano tangente inferiormente al hilo central de la retícula y los bordes inferiores con el plano superior. La apreciación de la tangencia del hilo horizontal de la retícula con los bordes es muy exacta procediendo así, pues se determina claramente el momento preciso en que el hilo llega á ser justamente tangente á los círculos, moviendo el anteojo y con él el hilo del círculo hacia arriba para los bordes superiores, y del círculo hacia abajo para los bordes inferiores. Observaciones de distancias de 600 á 800 metros hechas así, son muy precisas, y sus magnitudes, notablemente análogas, son causa de otra señalada ventaja al hacer las observaciones de ángulos, y es la de poder usar en ellas un jalón cuyo diámetro conveniente se puede asignar con precisión, en tanto que en tierra muchas veces tendríamos que visar uno de grueso excesivo, ó al contrario, por no darse cuenta de su inconveniencia el sirviente que lo coloca.

En esta clase de levantamientos en que nunca se presentan ángulos sobre el horizonte de más de 18°, que es hasta donde próximamente se puede usar el omnímetro, es muy conveniente el empleo de este instrumento y preferible, creo yo, á cualquier telémetro de mira de longitud variable. En éstas, una lectura hecha á una distancia algo grande, es bastante vaga é insegura la apreciación de fracciones; al contrario, el omnímetro, tal como lo usé, permite la apreciación exacta del contacto del hilo con el dísco del círculo, que se talla ligeramente cónico de los bordes del frente hacia el centro para evitar cualquier pequeño defecto de visión que pudiera originar el espesor del círculo en puntos de desnivel acentuado, y la lectura

de la distancia hecha en la misma barra adjunta al aparato, permite hacerla con la mayor tranquilidad y exactitud. Independientemente de esta marcada ventaja, reune la de poder asignar á la mira una longitud en relación con la magnitud de las distancias que se pretendan tomar directamente, en tanto que en el Cleps, p. ej., siempre son función del ángulo diastimométrico que se emplee, y además, el omnímetro presenta en el cálculo tal sencillez, que lo hace muy recomendable por varias razones, entre las que se pueden mencionar éstas: no exigir como indispensable la observación de ángulos verticales, puesto que estando hechas las lecturas en una barra horizontal, la distancia deducida de los triángulos semejantes que se forman es k=á la longitud invariable de la mira, multiplicada por la distancia, invariable también, del muñón horizontal del anteojo á la barra graduada, y dividido por la diferencia de lecturas, esto es, por la longitud que comprenden, relación en que no figura el ángulo vertical, hipótesis hecha de la horizontalidad de la barra y de la verticalidad de la mira. De esto resulta que en muchos levantamientos los ángulos verticales sólo figurarán como un dato suplementario ó de segundo orden, y no como indispensables. Introduce esto evidente simplificación en el cálculo, para lo cual basta ver sus registros, que supongamos se disponen así:

Cálculo de las distancias en el levantamiento, etc.

Omnímetro número 1′.			Teodolito T y S, número 1′.			
Lados.	Dif. lects.	$k=\frac{C}{d}$	Lados.	i	Dif. lects.	$k=A\ C, \cos^2 i$.
(3-4)	,,	log. C.	(3-4)	,,	,,	log. C............
		log. d..				log. A............
		log. k..				log. cos i........
						log. cos i........
						log. k............

Con el omnímetro todo el cálculo relativo á los ángulos horizontales ha desaparecido y todo se reduce al conocimiento de un solo logaritmo: el de la diferencia de lecturas.

Las comparaciones hechas entre los resultados obtenidos en levantamientos poligonales de regular extensión con los datos ministrados por una triangulación previa para los puntos de enlace, han sido en lo general siempre muy acordes entre sí, no exigiendo las coordenadas más corrección que de milésimas, aunque es de advertir que dichos levantamientos no se encuentran en las mismas circunstancias que aquellos de que me ocupo, y si de éstos no presento por ahora ningún dato, es debido á no haber sido calculados todavía los últimos levantamientos topográficos que ejecuté en aquellas regiones, aunque por los antecedentes que se tienen, las correcciones á las distancias serán pequeñas probablemente y creo corresponderán al grado de exactitud con que desde un principio se pensó hacer los levantamientos.

Antes de abandonar este punto, no será fuera de lugar hacer una advertencia: las circunstancias tan excepcionales en que son ejecutados aquellos trabajos, obligan al ingeniero á poner atención suma en que en sus datos de campo no se deslice desapercibido ninguno de aquellos equívocos en que por su falibilidad está expuesto á caer todo ingeniero, sobre todo en extensos levantamientos poligonales hechos en medio de circunstancias difíciles que hacen posible alguna vez un equívoco en las lecturas angulares, como el de 10°, que es el de los menos raros; un equívoco de 90° ó 180° que proviene de confundir un vernier con otro; un equívoco del suplemento del ángulo verdadero por inversión de puntos, visando primero el punto que, conforme á la marcha seguida, se debería visar después, etc. De todos estos y otros más fácilmente se salvará el operador, observando en todas sus operaciones lo que previene la prudencia: así en los ángulos, repetirlas por lo menos una vez en cada posición y tomar al momento las diferencias de lecturas, lo que le ministrará 4 valores que mutuamente

deben comprobarse y hacer observaciones de rumbos siempre que sea posible, pues este dato es de fecunda utilidad, sobre todo en operaciones como las nuestras, sirviendo desde luego para seguir la marcha de los azimutes en el curso del levantamiento diario, denunciando inmediatamente cualquier error cometido por la simple comparación con los rumbos correspondientes observados con alguna frecuencia, como de 10 en 10 estaciones supongamos. Operando así, puede uno estar seguro, á no ser que se trate de perturbaciones locales, de que en levantamientos por extensos y complicados que sean, no hay equívocos de los que más afectan los resultados, y aun los pueden inutilizar si no es posible averiguar qué estación es la equívoca, lo que difícilmente sería prácticable, si acaso no imposible, á no contar con los mencionados elementos de corrección y comprobación en líneas poligonales de muchos centenares de estaciones, que no poseen para rectificarse más que los datos conocidos de su punto de partida y de su estación final.

Voy á ocuparme de otra serie de trabajos en que hube de figurar como director de ellos: el trazo de una fracción considerable de nuestras líneas geográficas limítrofes con Guatemala: una de ellas, un Meridiano cuyo alineamiento en unos 43 mil metros ejecuté una parte, ó sean más de 23 mil metros del primer Paralelo, y además unos 14 mil que antes había alineado para el trazo de una parte de la Paralela á la 4ª cuerda de dicho primer Paralelo, que fué ejecutado por el ciudadano jefe de aquella Comisión. En ambos, mis trabajos comenzaban en puntos fijados por el ciudadano jefe de la Comisión ó rectificados por él, y eran practidos de esta manera: el ingeniero que me acompañaba precedía la cuadrilla de desmontadores y la de que me servía para el alineamiento y colocación de postes, etc., y fijaba puntos en la conveniente dirección, en los que se apoyaba el contratista de los desmontes para distribuir su cuadrilla en toda la anchura que debía desmontarse, siendo esos puntos de utilidad transitoria, y sufrían las correcciones

que se deducían del trazo, procediendo según lo manifiestan los siguientes fragmentos del informe respectivo que dicen así, refiriéndome al trazo del Meridiano:

"Entrando á los pormenores de éstos comenzaré, como es natural, por el de dirección para el desmonte: fijados el punto de partida y el director para alineamiento, el ingeniero López de Llergo instalaba el teodolito T y S. 20″ que recibió de esa Dirección, en el punto de partida, y alineándose con una baliza vertical que colocaba en el punto de atrás, giraba su anteojo (que estaba ya suficientemente bien correcto) fijando por diversos tanteos el balizador de adelante el punto correspondiente á una de las posiciones del instrumento; la misma operación repetida en la otra posición le ministraba un segundo punto, y concluídas estas operaciones se transportaba al punto visado, apreciando á la vista el promedio de la distancia de las dos indicaciones, centrando su instrumento en el punto medio obtenido. Al abandonar una estación, el balizador de atrás clavaba una baliza en el centro de la estación concluída, y al quitarla, clavaba dicho balizador una estaca pequeña, en donde después el encargado del desmonte colocaba un baliza grande. Tanto el balizador de atrás como el de adelante colocaban sus balizas suficientemente bien verticales por medio de plomos, y el de adelante señalaba en el terreno los puntos dados por el ingeniero hundiendo la punta de su baliza, que tenía de 3 á 4 centímetros de diámetro. Sus estaciones eran en lo general pequeñas, y rara vez pasaban de 100 metros. A consecuencia de esto, los errores combinados de centración, falta de verticalidad de las balizas, los propios del instrumento y los de coincidencia (con una baliza que convenía usar aun siendo de grueso considerable), producían alguna vez en el desmonte desviaciones muy marcadas, que hasta donde era posible fueron subsanadas oportunamente por las correcciones tanto angulares como lineales que daba el ingeniero, y las modificaciones convenientes en el balizamiento para el desmonte. Con 4 ó 5 desmontadores que ministraba el contratista, daba

el ingeniero expresado la dirección que debía seguir el desmonte en toda la extensión que se desmontaba al día y que era algo más de 1 kilómetro. Como con tal número de desmontadores no era posible derribar todos los árboles que eran estorbo para las operaciones del ingeniero, recurría éste á medios indirectos para salvarlos. Mas los diversos procedimientos que fueron empleados en la época en que dirigía los trabajos el ingeniero Flores (Teniente Coronel de E. M. E.), fueron desechados por no ser nada rápidos y producir errores notables, debido á las circunstancias de exigir la medida de muchos ángulos en las condiciones más desfavorables, es decir, en el caso de distancias sumamente pequeñas (con balizas muy gruesas sostenidas á pulso) y ser de necesidad también la apreciación de estas últimas con alguna aproximación. Los procedimientos comunes de rodeo, como digo á vd., fueron desechados desde que iniciamos los trabajos, por los inconvenientes mencionados: falta de rapidez tan necesaria en las operaciones topográcas que solamente tienen un carácter meramente aproximado y aun puramente transitorio, como es el de dirección para el desmonte; de exigir la mediación de varias distancias tan pequeñas como lo exige el diámetro de un árbol grueso, y ser además causa de errores angulares notablemente fuertes, teniendo siempre en consideración las necesidades de momento y los elementos de que dispone el ingeniero para estas operaciones.

"El ingeniero Sr. Llergo ha empleado un procedimiento de rodeo que no es más que aproximado; pero que reune sobre los demás la ventaja de su rapidez sin originar por esto errores notables. El procedimiento se reduce á seguir el alineamiento en una dirección paralela, así: (*a–b*) es la dirección primitiva que no se puede prolongar por un obstáculo cualquiera, un árbol supongamos; en *b* se forma un ángulo sencillo cualquiera, 160° por ejemplo, y se fija en esta dirección el punto *c*, elegido de tal manera que en la nueva dirección (*c–d*) haya el menor número de obstáculos, como son árboles gruesos,

pantanos ó sibales en su prolongación, etc., y se prosigue el alineamiento en la nueva dirección (c–d). Como la línea (b–c) está tan aproximada como se quiera al obstáculo, es fácil estimar la distancia (*o–e*) á que se ha transportado el alineamiento, á la estima en el caso de árboles y materialmente en el de pantanos. Esta distancia se lleva en cuenta para que el balizador del desmonte modifique su balizamiento en uno ú otro sentido en la misma cantidad á que se ha transportado el alineamiento. El desmonte sigue así visiblemenle la misma dirección y los errores en azimut quedan altamente disminuídos. Con alguna frecuencia se presentaron casos en que hubo necesidad de recurrir á este procedimiento indirecto.

"El alineamiento para dirección no sufría modificación ninguna hasta compararlo con el trazo, y sólo se le aplicaba corrección cuando se tenía dato seguro para estimarla, ya fuera angular, lineal, ó las dos á la vez. Las correcciones angulares que se aplicaron fueron en lo general de tres á cinco minutos en uno ú otro sentido.

"Del transporte paralelo al alineamiento para dirección, sólo se hacía uso cuando el primitivo quedaba notablemente cargado á un lado de la brecha, y tal que el pequeño desmonte abierto no se pudiera utilizar; en el transporte se empleaba un ángulo de 30° formado con la prolongación del primer alineamiento, y midiendo en la dirección obtenida el doble de la distancia á que debía hacerse el transporte.

"Una vez dada la dirección para el desmonte, el encargado de él iba colocando balizas ó chuzos grandes en los puntos en que el ingeniero había puesto estacas pequeñas, marcando con esto los centros de estación, y á uno y otro lado clavaba otros más, de manera que unos distaran de otros cuando menos la anchura asignada al callejón en el contrato. En lo general la dirección dada por el ingeniero servía de eje al callejón, y las balizas extremas se fijaban próximamente á 3½ metros del eje, distancia que aumentada en un sentido disminuía en el

otro, y vice versa, siguiendo siempre las correcciones deducidas del trazo."

Más tarde, refiriéndome á la práctica del trazo que era la parte que estaba á mi inmediata ejecución, digo entre otras cosas lo siguiente.

"Todas las estaciones han sido fijadas por el procedimiento conocido y que se reduce á un alineamiento provisional y á otro definitivo. En el 1º daba al Sr. Mansueto Cristiani, que me ayudó en el alineamiento de todos los puntos, dos puntos en que debía hacer clavar dos fuertes estacas sobresaliendo unos 40 c. m., sobre las que á su vez clavaba una tablita de unos 75 c. m. de longitud, que se procuraba estuviera en lo posible perpendicularmente á la dirección del Meridiano. Una vez hecho esto, se colocaban dos pies de gallo sosteniendo á la altura conveniente un travesaño cuya dirección debía coincidir con la de la tabla. Hecho esto, se colgaba del travesaño uno de los cilindros de alineamiento que recibí de la Dirección (y que son cilindros terminados en punta cónica, de donde se suspende una plomada muy pesada y elegida del grueso conveniente, unos 2 c. m. para distancias hasta de 1,200 ó 1,400 metros), y una vez que el ayudante se aseguraba de que en toda la extensión de la tabla la punta de la plomada quedaba casi tangente á la tabla expresada y siempre á la mitad próximamente, procedía al alineamiento definitivo. Bien asegurado de la perfecta centración de mi instrumento y de la verticalidad de su eje general, establecía la coincidencia del cruzamiento de los hilos de la retícula con el pie de una asta-bandera que, sostenida por un pie de gallo, dejaba colocada en el punto de atrás perfectamente bien aplomada, proyectándose sobre una pantalla y del grueso necesario para descubrirla solamente con claridad.

"Fijo el instrumento invariablemente en esta dirección, giraba en seguida su anteojo y el ayudante movía convenientemente su cilindro conforme á las indicaciones que yo le hacía. Cuando después de tanteos quedaba el cilindro en la posición

exacta y observaba las banderas que lo indicaban así, señalaba en la tabla con la punta fina de un lápiz la posición que ocupaba la punta de la plomada bien quieta. Si después de rectificar encontraba bien las coincidencias con la señal de atrás y con la punta de la plomada, daba aquel punto como definitivo correspondiente á una de las posiciones del instrumento. Las mismas operaciones repetidas en la otra posición me daban un segundo punto, y una vez obtenidos y debidamente comprobados, hacía señales al ayudante indicándole haber terminado el alineamiento y encargándome personalmente yo de tomar el punto medio al transportarme al alineado.

"En toda la parte alineada por mí los alineamientos largos son raros; apenas excediendo de 1,600 metros el mayor, no abundando los de 1,000 y siendo frecuentes los de 400 á 800 metros. Por una poderosa razón no podían ser más largos, y es porque dada la anchura del callejón hubiera sido necesario emprender un considerable desmonte extraordinario para poder observar el cilindro, máxime cuando el trazo iba en lo general cargado á un lado de la brecha.

"Los alineamientos los he hecho á horas favorables, siempre antes de las 10.30 h. a. m. ó después de las 3 h. p. m. Abrigo la creencia de que el trazo está hecho con la posible exactitud, teniendo en cuenta la longitud relativamente corta de los alineamientos, y á fin de que esa Dirección se forme juicio de la precisión que puede tener el trazo, hago reminiscencia de la que obtuve en el alineamiento que ejecuté el año próximo pasado entre los ríos Ixcán y San Blas, destinado al trazo de la Paralela á la 4ª Cuerda ejecutado por vd. En ese alineamiento, como no tenía el carácter de trazo, no debía sacrificarse la rapidez de los trabajos á una precisión innecesaria, así es que muchos puntos fueron alineados á horas inadecuadas para el trazo, y en vez de cilindros con plomada empleaba un jalón pintado de blanco y movido sobre una tabla por un ayudante; además, las distancias eran en lo general menores de lo que son en el Meridiano, y rara vez llegaban á 500 me-

tros. Tales circunstancias prefijan evidentemente un resultado menos correcto del que á no dudarlo tiene el trazo del Meridiano. El número de puntos alineados por mí fué 27, los que se redujeron en el trazo de vd. á sólo 2 puntos, comprendiendo entre sí una distancia de más de 14,000 metros. Hecha la comparación resultó, como recordará vd., una diferencia de sólo $0^{m}63$ entre mi estación final y el número 2 de la Paralela. Este resultado satisfactorio no es á mi ingenuo entender una combinación fortuita de errores de diverso sentido, pues el primer punto del trazo que en mi alineamiento corresponde á la estación número 14, difiere según recuerdo, $0^{m}37$ siempre en el mismo sentido al N. del alineamiento. La distancia del origen de la Paralela al número 1, creo es 8,000 metros próximamente. Aun admitiendo que el trazo del Meridiano no tuviera más exactitud que el alineamiento á que me refiero, creo razonable admitir que en los 43 kilómetros alineados por mí no haya un error superior á $1^{m}8$."

Debo manifestar con relación á lo que digo en este informe, que con posterioridad á él, el astrónomo de aquella Comisión Sr. ingeniero José Tamborrel, ha comprobado el azimut del último alineamiento en mi trazo, encontrando una desviación de 28″ ó 29″ al N. W. según recuerdo. Con este dato se habría encontrado un error mayor del que entonces calculé; pero debe advertirse que el mismo señor ingeniero encontró poco más ó menos el mismo error en el primer punto fijado por el ingeniero Sr. Flores al rectificar la orientación dada por este ingeniero, aunque no pueda afirmarse inequívocamente que todo ese error afecte á dicho primer punto y todos los siguientes por haberse encontrado bastante abierto el poste de partida, lo que impidió saber la verdadera desviación que pudo haber en un principio. A no dudarlo, contribuyeron también mucho á exagerar la desviación azimutal final los transportes según paralelas al Meridiano que se vió obligado á emplear el ingeniero Flores en tres ocasiones, á fin de poder aprovechar los desmontes que se encontraban muy desviados, y el que yo me

vi en la necesidad de emplear casi al final del trazo. En todos ellos por grande que fuera la escrupulosidad con que se hiciera la medición de una distancia pequeña y de dos ángulos, eran siempre operaciones de cuya exactitud suma habría que temer.

Una de las dificultades con que frecuentemente se tropieza en esta clase de trabajos, es la medición de distancias grandes cuando no se cuenta con vértices fijados por una triangulación muy exacta. Es muy común que por los muy grandes inconvenientes que se presentarían para fraccionar en varias la distancia total, se vea obligado el ingeniero á hacer la medición de ésta apoyándose en basecitas muy pequeñas que no se pueden prolongar más por no permitirlo lo accidentado del terreno ni la visibilidad de los puntos, como en la siguiente distancia que hube de medir al ejecutar el trazo de la parte del primer Paralelo, comprendida entre los últimos puntos á que habían llegado los trabajos del ciudadano jefe de la Comisión y del 2º astrónomo, medición hecha en circunstancias poco favorables, como lo expresé en el informe respectivo, que dice así:

"Al llegar al río San Blas estaban ya ejecutados los desmontes preliminares para el trazo: hecho el de la fracción (núm. 1 núm. 2) y en su mayor parte el de la loma núm. 4, de acuerdo con las instrucciones que había recibido el ingeniero Sr. José Ugalde, ayudante de mi Sección.

"Los desmontes en el vértice Mirador y en la loma inmediata al número 2 que lo ocultan, estaban hechos y colocada también la bandera en "Mirador." Como expresé á vd. antes, mi objeto al mandarla colocar era la de aprovecharme de su posición geográfica para poder medir la distancia (núm. 2 núm. 4), que por su magnitud considerable no se prestaba á su exacta determinación por otro procedimiento.

"Instalado en el número 4, ordené al contratista se hicieran los desmontes necesarios para descubrir desde el núm. 4 la bandera del vértice "Mirador" y observar el ángulo (núm. 2

núm. 4 Mirador), con cuyo dato completaría los elementos que debían figurar en el cálculo de la distancia (núm. 2 núm. 4) deducida del triángulo (núm. 2 núm. 4 Mirador). A causa de la constitución sensiblemente plana del terreno, fué de necesidad extender los desmontes, y terminados éstos con plena confianza de su eficacia, resultaron ser enteramente inútiles. Entre el núm. 4 y "Mirador" una ramificación de los últimos contrafuertes de la serranía de las "Gemelas" se levanta ocultándolo por completo y haciendo á la vez impracticable cualquier artificio á que pudiera recurrirse para hacerlo visible. A menos de 100 metros al S. del núm. 4 distínguese ya muy bien el vértice en cuestión, tangente al flanco del contrafuerte, mas este punto no fué de ninguna utilidad en razón de exigir dilatado desmonte para observar el núm. 2. En la loma occidental más próxima al núm. 4 se distingue el núm. 2, y en lugar conveniente hice abrir un desmonte, que tuvo que prolongarse por la constitución del terreno tan desfavorable para triangular. Persuadido de las grandes dificultades que encontraba para utilizar ese punto y ser dudosa la visibilidad desde él, del vértice y no habiendo punto alguno que ventajosamente pudiera aprovechar para practicar las observaciones para la reducción á un centro de estación, me ví en el caso de prescindir de estos procedimientos indirectos y tuve que recurrir á la medición de la distancia por triángulos de base pequeña.

"En la observación de los ángulos y en todos los alineamientos el instrumento exclusivo que he empleado es el Altazimut T y S. 1″ que el segundo astrónomo, jefe nato de esta Sección, dejó depositado en la Montería "Victoria" el año próximo pasado al salir de los trabajos en esta fracción del Paralelo. Al hacer uso de él para mis operaciones: lo he encontrado al principio sumamente defectuoso: la retícula apenas útil y el movimiento superior muy difícil y al principio nulo.

"Por comprobación de mis observaciones angulares he medido dos basecitas en vez de una, formando así dos triángulos que mutuamente se comprueban y no dan lugar á duda origi-

nada por lo defectuoso que pudo estar antes el aparato, que previamente á las operaciones fué reparado y debidamente corregido.

"El resultado que he obtenido es el siguiente:

"Con el decámetro inglés he medido en la dirección más favorable dos basecitas, partiendo del número 4, y sus magnitudes corregidas del todo, según consta en el cálculo adjunto, son:

(núm. 4–A)=43^{m} 420
(núm. 4–B)=34^{m} 121.

"Los valores de los ángulos deducidos por lo menos de 18 observaciones en cada posición del instrumento, son:

Triángulo (núm. 2–núm. 4–A)
Angulo (núm. 2–núm. 4–A)=48° 10′ 33″
Angulo (núm. 4–A–núm. 2)=131° 34′ 03″

(deducido)—Angulo (A–núm. 2–núm. 4)=0° 15′ 24″

Triángulo (núm. 2–núm. 4–B)
Angulo (núm. 2–núm. 4–B)=90° 44′ 55″
Angulo (núm. 4–B–núm. 2)=88° 58′ 53″

(deducido)—Angulo (B–núm. 2–núm. 4)= ,, 16′ 12″

"Con estos datos el cálculo da para valor de la distancia (núm. 2–núm. 4)

Primer triángulo (núm. 2–núm. 4)=7251^{m} 8
Segundo triángulo (núm. 2–núm. 4)=7239^{m} 6

Promedio (núm. 2–núm. 4)=7245^{m} 7

"La diferencia de un valor á otro es 12^{m} 2 y la relación $\frac{12.2}{7245.7}$=0.0017 manifiesta la concordancia que se ha obtenido en ambos triángulos. La diferencia del promedio á cada uno de los valores particulares difiere, pues, unos ocho diezmilésimos, pudiendo esperarse en consecuencia que el valor de esa dis-

tancia puede tener una aproximación de 1 : 1000, aproximación que no ejerce influencia ninguna en el cálculo del valor de la ordenada del poste respectivo del Paralelo."

El caso de distancias largas es propio de los terrenos accidentados, en los que es posible y evidentemente ventajoso un gran alineamiento entre dos altas eminencias, salvando todo el monte que comprenden. Por el contrario en los terrenos planos, las distancias son generalmente pequeñas, y á fin de evitar desmonte se hace uso de mira colocada horizontalmente cuando la amplitud de la brecha lo permite, y en caso contrario, se le colocará verticalmente. Teniendo á su disposición un buen goniómetro, la medición del ángulo visual bajo el cual está comprendida la mira en el primer caso, nos dará el único elemento variable que nos es indispensable conocer para el cálculo de la distancia respectiva, siempre que la mira esté dispuesta perpendicularmente á la dirección del alineamiento. Refiriéndome á esto, digo lo siguiente en el informe que rendí sobre la terminación del trazo del primer Paralelo:

"De la estación 4 á la 15, he tomado las distancias de esta manera: en puntos de la mira del Taquímetro, distantes 2 metros uno de otro, coloqué dos círculos de madera de igual diámetro pintados de blanco. Estableciendo la mira horizontalmente y en dirección perpendicular al alineamiento y de tal suerte que su centro correspondiese al centro de estación previamente marcado en la tabla de alineamiento, media con el Altazimut el ángulo bajo el cual se abrazaba la distancia 2 metros, y con este dato único poseía todos los elementos necesarios para el cálculo de la distancia de estación á estación. En la práctica he hecho que el ayudante de alineamiento proceda de esta manera: en el punto más favorable y generalmente un poco atrás de la tabla se clava una fuerte estaca en dirección del alineamiento y á la altura conveniente para evitar cualquier obstáculo que ocultara los círculos; apoyaba en seguida sobre esta estaca la mira puesta de canto y abierta en ángulo recto, á cuyo efecto había calculado la magnitud de la hipotenusa

correspondiente á un triángulo rectángulo de catetos conocidos, y esta magnitud estaba señalada en una cadena fija por sus extremos en los extremos de los catetos. Por el canto de una de las reglas de la mira se alineaba en dirección del alineamiento, y conservándola en esta posición señalaba un punto en dirección de la otra regla en ángulo recto donde se enterraba una segunda estaca. Las dos están en dirección perpendicular al alineamiento y en dirección de ellas se enterraba una tercera para sostener la mira. Rectificada la altura de las tres á fin de que todas estuviesen al mismo nivel, se colocaba sobre ellas la mira y medía el ángulo que comprendía la distancia 2 metros, para lo cual combinaba así las lecturas: el promedio de las correspondientes á los bordes derecho é izquierdo de un círculo, me proporcionaba la que corresponde al centro de uno de los círculos, y ésta, combinada con la relativa al centro del otro círculo, me ministraba el ángulo visual bajo el cual se abrazaba la longitud de la mira. El ángulo visual en cuestión lo repetía varias veces en cada posición y el promedio de los valores obtenidos es el que figura en el cálculo adjunto.

"Del triángulo isósceles formado con la mira se deduce que la fórmula que da el valor de la distancia horizontal es.........
$k = \frac{\frac{1}{2} M}{\text{tang. } \frac{1}{2} a}$, fórmula en que M es la longitud 2 metros de la mira, a el ángulo visual. El valor de k es independiente del ángulo de inclinación, lo que debía ser, supuesto que la proyección horizontal de una línea horizontal, tal como M, es igual á la línea misma."

Señores Jurados: Creo innecesario cansar más la ilustrada consideración de vdes. sobre un punto de tan marcada importancia en un país como el nuestro, en que la oportuna y hábil iniciativa del ingeniero tiene que suplir en parte la deficiencia de los medios de que puede disponer para salir victorioso en arduas comisiones en que se tiene que luchar con toda clase de

elementos adversos. Su delicada misión es aún más exacerbada en localidades desiertas que él es el primero en conocer, como sucede en una gran parte de nuestra frontera con Guatemala, en que hemos tenido que emprender nuestros trabajos. En circunstancias tales una inquebrantable buena voluntad y decidida firme resolución son cualidades esenciales que deben adornar á todo ingeniero. Los escasos elementos de comprobación y corrección que puede procurarse para la rectificación de sus levantamientos, lo obligan á ser más precavido en la adquisición de sus datos de campo, estimulándolo á la vez al cálculo diario y confrontación de los resultados deducidos de sus operaciones con los obtenidos por los propios de los puntos de referencia que pueda tener. Cierta liberalidad de que imprescindiblemente se verá obligado á hacer uso en sus procedimientos, la deberá suplir con la ventajosa elección ó modificación de algún elemento que figure en ellos y en determinadas ocasiones una experta y profunda penetración de vista serán los preminentes factores que decidirán del éxito de una importantísima operación, como sucede con casi toda la triangulación en que se apoyan una gran parte del trazo del primer Paralelo y diversos levantamientos topográficos, y que ha sido levantada directamente, es decir, sin reconocimiento previo del terreno, ó sea sin hacer elección de vértices, en lo que se habría empleado todo el tiempo adecuado para los trabajos definitivos. Semejantes dificultades y otras más que diariamente se le pueden presentar, aguzarán su perspicacia y le ofrecerán amplio horizonte para ejercitar su pericia y su saber.

México, Abril de 1893.

MAXIMINO ALCALÁ.

HIDROMENSURA

DEL RIO DE "LA PASION" Y DEL RIO "CHIXOY"

(ESTADO DE TABASCO).

1888.

AL ejecutarse el trazo de la línea divisoria entre nuestra República y la de Guatemala, estalló en 1888 marcada discordancia en la interpretación de los tratados conforme á los cuales debía ejecutarse aquel. Mr. Mills Rock, jefe de la Comisión guatemalteca, sostenía que el primer Paralelo limítrofe entre ambas repúblicas debía terminar en el punto en que encuentra al río Salinas ó Chixoy, en tanto que el ciudadano jefe de nuestra Comisión Sr. ingeniero D. Manuel E. Pastrana, entiende que la mente del tratado exige que dicho Paralelo se prolongue hasta el encuentro con el río de la Pasión, pues éste debe reputarse como la matriz verdadera del Usumacinta. El artículo en cuestión origen de la disputa, dice que el primer Paralelo se prolongará al E. desde su origen hasta su encuentro con el río Usumacinta si lo corta, ó en caso contrario deberá terminar en su encuentro con el Chixoy, etc. El reconocimiento hecho en el río de la Pasión por el segundo astrónomo de nuestra Comisión, demostró que había un punto en ese río á la latitud del primer Paralelo, y en esta inteligencia debería prolongarse hasta él el trazo del Paralelo en concepto de nuestro jefe. Tal conclusión no es admitida por Mr. Rock, arguyendo que nunca se ha denominado Usumacinta al río de la Pasión; que éste no es más que un confluente como el Chixoy y que el Usumacinta sólo comienza en la confluencia de ambos ríos. De admitirse esta interpretación resultaría que el

primer Paralelo no encuentra al río Usumacinta, pues que el origen de éste estaría muy al N. de la latitud del Paralelo, y en tal concepto terminaría éste en el río Chixoy.

No es nuestro propósito tocar en ningún sentido disputa que ha sido muy sostenida por ambos jefes, y que hasta ahora, según creo, no ha sido posible resolver; punto es este que ha causado graves trastornos en los trabajos de la Comisión mexicana y motivo de la completa paralización del trazo en el año de 1888, por haber ordenado el gobierno guatemalteco el alejamiento de nuestros campamentos de todas las cuadrillas con que lo ejecutábamos, cuando todas ellas eran guatemaltecas.

El llitigio lo vemos bajo un punto de vista muy concreto en que lo formuló Mr. Rock. En efecto, entre los diversos argumuertos que ha aducido para fundar su oposición, exponía que independientemente de toda otra razón, el río de la Pasión en manera alguna podría considerarse como matriz del Usumacinta, pues de las operaciones hidrométricas que había ejecutado en aquellos ríos se desprendía que el gasto del Chixoy era muy superior al de la Pasión, y por lo mismo la preminencia sería para el primero y no para el segundo. Como la Comisión mexicana no poseía operaciones propias en aquellos ríos, no estaba en aptitud de apreciar en su valor el argumento de Mr. Rock, y cúpome en estas circunstancias la honra de ser designado para practicar por la parte de dicha Comisión la hidromensura de los dos mencionados ríos, operación que serviría para la justificación ó negación del argumento de Mr. Rock.

Del procedimiento que seguí en esa operación es de lo que me ocuparé brevemente. Para que el resultado de mis operaciones representara fielmente el estado real y normal de los hechos, debía preocuparme ante todo de elegir la época adecuada para ejecutarlas, es decir, la época en que el caudal de agua de los dos ríos respondiera á su estado regular, mereciendo fe toda conclusión deducida en circunstancias idénticas pa-

ra ambos, en que ningún elemento extraño interviene alterándolas, y por el contrario, sería ilusoría toda deducción formulada en ocasión en que el estado del uno no correspondiese al del otro. Si esto es obvio para cualquier caso, tratándose del actual es el factor más importante debido á la heterogeneidad de ambos ríos. El de la Pasión es un río estrechamente encajonado en un cauce de bordes bajos y en terreno eminentemente plano. En ocasiones son tan bajos que el río, en tramos á veces muy largos, inunda grandes extensiones de terrenos, en los que se dilata formando grandes lagunetas ó pantanos adonde no pueden arrimar las embarcaciones, siendo el aspecto del río en lo general el de un canal en donde se suceden las avenidas con bastante regularidad. El Chixoy, al contrario, presenta un cauce con extensas playas que al ser cubiertas por una creciente dan al río una apariencia de superioridad sobre el de la Pasión, el que no puede ensancharse por falta de playas en su lecho; pero lo que lo distingue principalmente del Chixoy es que éste muestra gran anomalía en sus avenidas, que son mucho más frecuentes y se producen en época en que todavía no aparecen en el de la Pasión.

Difícil sería por lo mismo, si acaso no imposible, encontrar para los dos paridad de circunstancias en la época de las lluvias, y todo cálculo comparativo de sus gastos hecho en esa época no podría merecer confianza alguna. La estación adecuada para esto es la época de las aguas más bajas, que es de Marzo á Abril para esos ríos, pues en tales condiciones la relación de sus caudales corresponde á la relación normal ó real, y mis operaciones que han sido ejecutadas en los últimos días de Marzo son las únicas que llenan esta condición.

En los días de mis operacionos ninguna causa podía alterar á un grado sensible el gasto actual de los dos ríos. De una escasa creciente habida en el río de la Pasión más de ocho días antes de mi llegada á ese río, no se conservaban ni vestigios, pues la completa suspensión de lluvias en todos los días subsecuentes debió hacer que el caudal de agua volviera á su es-

tado normal ó regular. Por lo demás, esta hipótesis la he justificado plenamente por observaciones simultáneas del nivel á que llegaba el agua en ambos ríos durante el transcurso de mis operaciones. Pequeñas variaciones sin dirección constante demuestran claramente á mi entender que es efectiva la preminencia ó superioridad que he encontrado para el río de la Pasión sobre el Salinas ó Chixoy, como se verá por los datos siguientes:

El método de que hice uso al practicar la hidromensura ha sido el del cálculo de una sección transversal y el de la velocidad media en esta sección por el método de flotadores. A fin de hacer tan análogas como es posible las circunstancias de la medición, me he colocado en ambos ríos próximamente á la misma distancia de su confluencia, 1½ kilómetros, en tramos suficientemente rectos.

He practicado el sondeo con un escandallo de 10 libras y una línea de sonda dividida directamente de $0^m 2$ en $0^m 2$, apreciando fracciones menores con una escala. A fin de eliminar el error que resultaría de dividir la sonda fuera del agua, se tomó la precaución de hacer la división en las mismas circunstancias en que se usó, es decir, sumergida en el agua y llevando el escandallo. Este era arrojado de la embarcación en que se hacía la medición, á distancias iguales entre sí; mas como la velocidad de la corriente no habría permitido ejecutar estas maniobras por cambiar incesantemente de posición la embarcación, ha sido necesario comenzar por tender á lo largo de la sección transversal un grueso cáñamo de Manila, fuertemente tendido entre dos árboles colocados en la prolongación de ella y bastante próximos á la orilla. La embarcación era mantenida á lo largo de este cabo en la posición que se deseara, reteniendo su popa y proa por medio de bicheros, logrando así conservar mucha estabilidad en cualquier punto, aun cuando la corriente fuese muy rápida. De esta manera he podido practicar con bastante exactitud la medición de todas las abscisas ó sean las equidistancias de las líneas de sonda ú ordenadas

en ambos ríos. Me referiré á las operaciones ejecutadas en el de la Pasión, cuya hidromensura fué la primera que ejecuté.

Instalado á 1½ kilómetros arriba de su confluencia con el Chixoy en un tramo bien recto, requisito indispensable para que la velocidad en toda la sección fuese tan regular como era posible, elegí en el punto más favorable la locación de la sección transversal cuya cuadratura debía calcular. La base de esta sección ó sea la anchura del río cuyo valor determiné por observaciones telemétricas hechas con omnímetro, es igual á 154 metros contados de borde á borde mojado. En la dirección de la base hice tender fuertemente un grueso cabo de Manila de cerca de 1½ pulgadas de diámetro, del que me servía para mantener la embarcación en cualquier lugar por profundo que fuese, y además para la medición de las equidistancias de los sondeos. A fin de hacer calculable la cuadratura de la sección por los métodos de Thomas Simpson y de Poncelet que exigen ambos un número par *2 n* de partes iguales, he adoptado $7^{m}7$, vigésima parte de 154, como equidistancia de las líneas de sonda, es decir, de las profundidades que se midieron de la manera siguiente: Dos plomos muy pesados eran suspendidos del cabo, uno en el punto en que debía comenzar la medición de la equidistancia, y en su extremo final el segundo. Una regla de madera, á la que se había dado la longitud de las equidistancias $7^{m}7$, se colocaba sobre el cabo horizontalmente, poniendo uno de sus extremos en coincidencia con el hilo del plomo donde hubiera terminado una medida anterior, y moviendo en seguida el segundo plomo convenientemente hasta poner su hilo en coincidencia exacta con el segundo extremo del chuzo. Una vez que se hubiera conseguido esto, se arrojaba el escandallo en el punto señalado por el plomo de adelante, que se ponía tan próximo á la superficie del agua como se deseara. Repetida esta operación dos ó más veces, se daba como valor definitivo el promedio de las lecturas repetidas y acordes entre sí, aproximándolas cuando más á centímetros enteros. Inútil es manifestar que esta aproximación era más que suficiente

para el caso y que habría sido ilusoria toda aproximación mayor. Anotado el valor de la profundidad así como el de la equidistancia correspondiente, se avanzaba el plomo de atrás hasta ponerlo en coincidencia con el de adelante, el cual se corría sobre el cabo hasta llevarlo al punto marcado por una nueva equidistancia, y así sucesivamente. Como era de esperarse, al fin de 20 mediciones de la equidistancia $7^m 7$, no se llegó exactamente á los 154 metros, y aunque la diferencia es muy corta, pues no llegaba á $0^m 3$, sin embargo, por la naturaleza encajonada del río, sobre todo en el borde derecho, la indicación de la línea de sonda fué casi $0^m 4$. La repetición del sondeo en sentido contrario al primero me dió nuevos valores acordes con los primeros, y el promedio de ellos es el que consta en el cuadro siguiente, en el que las lecturas de sonda ó profundidades se designan por y

$y_1=0^m 20$;	$y_2=0^m 94$;	$y_3=0^m 80$;	$y_4=0^m 68$;
$y_5=0^m 88$;	$y_6=1^m 22$;	$y_7=1^m 54$;	$y_8=1^m 82$;
$y_9=2^m 21$;	$y_{10}=2^m 67$;	$y_{11}=2^m 98$;	$y_{12}=3^m 22$;
$y_{13}=3^m 14$;	$y_{14}=3^m 05$;	$y_{15}=3^m 00$;	$y_{16}=3^m 00$;
$y_{17}=3^m 00$;	$y_{18}=2^m 96$;	$y_{19}=2^m 76$;	$y_{20}=2^m 55$;
$y_{21}=0^m 25$.			

Se observará que de $y_{20}=2^m 55$ á $y_{21}=0^m 25$ hay una fuerte transición y podría creerse que entre estos puntos el sondeo debería haber sido fraccionado. Tal fué también la creencia del subscrito, y se tomaron en efecto lecturas intermedias, mas hecho el cálculo resultó haber mucha concordancia con el que se obtiene llevando sólo en cuenta las dos ordenadas extremas, por lo que estas solas son las que figuran en los datos y cálculo.

El cálculo, con los datos anteriores, da para valor de la área de la sección transversal, por el método de Thomas Simpson, el resultado siguiente:

Designando por a la longitud de la equidistancia $7^m 7$ de los sondeos y por S la área total, la fórmula será:

$$S=\frac{a}{3}(y_1+y_{2n+1})+4(y_2+y_4+\dots\dots\dots+y_{2n})+2(y_3+y_5+\dots\dots\dots+y_{2n-1})$$

	y_2......0.94	
	y_4......0.68	y_3......0.80
y_1......0.20	y_6......1.22	y_5......0.88
y_{2n+1}...0.25	y_8......1.82	y_7......1.54
	y_{10}......2.67	y_9......2.21
y_1+y_{2n+1}...=0.45	y_{12}......3.22	y_{11}......2.98
	y_{14}......3.05	y_{13}......3.14
	y_{16}.....3.00	y_{15}......3.00
	y_{18}......2.96	y_{17}......3.00
	y_{20}......2.55	y_{19}......2.76
	$y_2+\dots\dots+y_{2n}$...=22.11	$y_3+\dots+y_{2n-1}$...=20.31

$$S=\frac{7.7}{3}(0.45+4\times22.11+2\times20.31=\frac{7.7\times129.51}{3}=332^{m.c.}4).$$

El cálculo de esta misma sección por el método de Poncelet da un valor bastante acorde con el anterior. Su fórmula es:

$$S=a\,(2s-\tfrac{1}{4})\,(y_2+y_{2n})+\tfrac{1}{4}\,(y_1+y_{2n+1})$$

en la que a tiene el mismo significado que en la anterior, y s' representa la suma de las ordenadas de orden par=22.11.

$$S=7.7\,(44.22-\frac{3.49}{4}+\frac{0.45}{4})=7.7\times43.46=334^{m.c.}64.$$

Es sabido que á igualdad de circunstancias la fórmula de Poncelet da para S un valor más aproximado que el obtenido por el procedimiento de Simpson, razón por la cual he aceptado como valor definitivo el siguiente: S=334 m. c. 64.

Como puede observarse por los valores de las ordenadas, el lecho del río es bastante regular y su mayor profundidad se encuentra un poco á la derecha del eje, siendo este lado visiblemente más profundo que el de la izquierda.

Para determinar la velocidad media de la corriente he em-

pleado el procedimiento de flotadores que recorrían una distancia medida previamente. Deseando tener su valor con bastante aproximación, he llevado en cuenta las circunstancias favorables para ello. Desde luego he medido una distancia sufiientemente extensa, 371^{m}5, cuyo medio corresponde á la sección transversal. Por las dificultades del terreno hube de medir una parte de esta distancia materialmente, para lo cual he tenido necesidad de colocar una estacada á lo largo de la margen derecha del río, recurriendo á este medio por ser en el caso mucho más expedito que si se hubiere hecho la medición en terreno firme, para lo cual hubiera sido necesario emprender un penoso y lento desmonte por encontrarse cubierto el terreno de tupido monte de navajuela, que era un obstáculo serio para las operaciones. El valor 371^{m}5 es el promedio de dos resultados muy acordes entre sí, quedando marcados los extremos de esta distancia por estacas firmemente clavadas en el suelo. Normalmente al eje de la corriente y en la orilla opuesta hice colocar dos banderas que correspondieran á los extremos de la distancia. De esta manera el ayudante, instalado en una de las estacas, observaba con mucha corrección el momento preciso en que uno de los flotadores atravesaba la sección del río correspondiente á una de las estacas. Hecha la medida de la distancia que debían recorrer los flotadores y colocadas en la margen opuesta las dos banderas, he deducido la velocidad media de la siguiente manera: A distancia de más de 300 metros arriba de la primera estaca determiné, por más de 20 observaciones preliminares, el punto en que la corriente era mayor, y en éste eran arrojados los flotadores á intervalos regulares. Como flotadores he empleado con muy buen éxito botellas chicas, á las que se les ponía la cantidad de agua necesaria para que se sumergieran cuanto fuera conveniente, adaptándoles á la vez en su boca señales que las hicieran fácilmente visibles desde el lugar de observación. Anotados los tiempos correspondientes al paso de los flotadores por la sección de entrada y la de salida, se obtiene por diferencia el tiem-

po necesario para recorrer los $371^m 5$. El promedio de éstos ha sido:

$t_1=5^m 42^s 5$; $t_2=5^m 37^s 0$; $t_3=5^m 43^s 2$; $t_4=5^m 32^s 0$; $t_5=5^m 20^s 0$; $t_6=5^m 35^s 0$; $t_7=5^m 32^s 5$; $t_8=5^m 28^s 0$: $t_9=5^m 24^s 5$; $t_{10}=5^m 19^s 0$; $t_{11}=5^m 19^s 0$.

Promedio: $t=5^m 30^s 2$.

La velocidad superficial en el eje de la corriente será:

$V_s=\frac{371.5}{330^s 2}=1^m 12$. Adoptando el factor de Weissbach 0.837, que se ha deducido de operaciones hidrométricas hechas en ríos caudalosos como el de que se trata, la velocidad media de la corriente partiendo de la superficial en el eje será, en el presente caso, $V=1^m 12\times 0.837$

$$V=0^m 94.$$

El gasto del río de la Pasión el día de las observaciones era; $G=334.64\times 0.94=314$ metros cúbicos.

El procedimiento que se ha empleado para calcular el gasto del río Chixoy ha sido el mismo que se ha descrito.

Elegido el punto de la sección transversal á la misma distancia $1\frac{1}{2}$ kilómetros de la confluencia de los dos ríos, se hizo el sondeo en uno y otro sentido. La anchura del río en la sección transversal es $A=141$ metros, dividiéndola en $2\,n=20$ partes iguales, el valor de la equidistancia será $a=7^m 05$. El sondeo en los puntos señalados por estas equidistancias dió el resultado siguiente:

$y_1=0.00$; $y_2=0.43$; $y_3=0.74$; $y_4=1.19$; $y_5=1.38$; $y_6=1.64$; $y_7=1.87$; $y_8=1.95$; $y_9=2.28$; $y_{10}=2.56$; $y_{11}=2.88$; $y_{12}=3.20$; $y_{13}=3.45$; $y_{14}=3.72$; $y_{15}=3.86$; $y_{16}=4.05$; $y_{17}=4.56$; $y_{18}=4.90$; $y_{19}=4.96$; $y_{20}=1.85$; $y_{21}=0.00$.

jos. En la época normal, es decir, de las aguas bajas, se comprende que se establezca una especie de equilibrio entre las dos corrientes; pero en una avenida del Chixoy el nivel del Pasión por el obstáculo que le presenta el primero, debería subir de nivel, mas al hacerlo, una parte de sus aguas se vierten en los terrenos bajos, y así no toda su masa obra en la confluencia. Esta explicación la veo además confirmada en el hecho observado por todos, y es que las avenidas del Chixoy, que son las más impetuosas, son á la vez más transitorias que las del Pasión, en que seguramente una parte del agua vertida refluye paulatinamente al río á medida que baja su nivel.

Como complemento de las anteriores operaciones, es de manifestar que de un ligero reconocimiento que hice en la misma época del río Lacantum, el más importante afluente del Usumacinta, en el que desemboca á unas nueve leguas abajo de la confluencia (Pasión-Chixoy), encontré que su gasto era de más de 400 metros cúbicos también por segundo. El gasto de los tres reunidos formaría próximamente un volumen de 1,000 toneladas, y como del considerable número de arroyos y ríos que se reunen al Usumacinta y entre los que el más importante es el río San Pedro, no puede estimarse que su gasto sea inferior á 500 toneladas, resultaría que el río Usumacinta en la época de las aguas más bajas arroja en el Golfo en cada segundo de tiempo por las tres bocas por que desagua, un volumen de agua que pasa de mil quinientas toneladas.

México, Abril de 1893.

MAXIMINO ALCALÁ.